

㈱奥村組技術研究所 正会員 廣中 哲也
 同上 技術研究所 正会員 白石 文雄
 同上 技術開発部 正会員 高橋 一成
 同上 土木設計部 正会員 中村 敏晴

1. はじめに

帯鉄筋量が少なく、耐震補強の必要な既設RC柱の代表的な補強工法に鋼板巻立工法が採用されているが、これに替わる安価で施工性の良い補強工法として、スパイラル筋巻立工法を開発した¹⁾。これまでに、RCラーメン高架橋脚を想定し、地震時の変動軸力を考慮した水平交番載荷実験を行い、鋼板巻立工法と同等の補強効果があることを確認した。また、実規模橋脚の施工実験により施工性を実証し、実補強工事へ適用した。本報では、交番載荷実験の結果を中心に報告する。

2. 工法の概要

図1に補強方法概念図を示す。あらかじめフープ状に加工された高強度スパイラル筋を、ひねりを加えながら既設の柱の外面に装着、メッシュ筋を設置し、その上にモルタルを所定の厚さまで吹き付け、コテで仕上げる工法である。

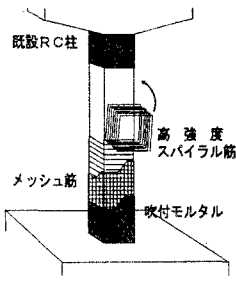


図1 補強方法概念図

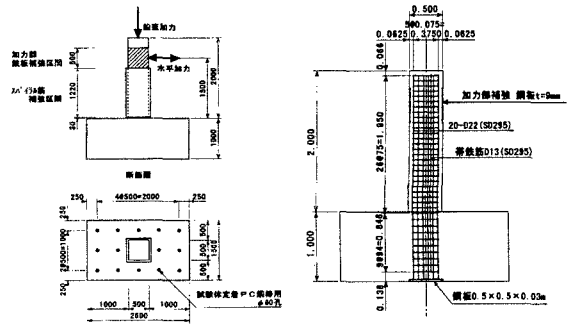


図2 試験体形状

表1 試験体の種類

試験体名	N 1	N 2	PL 1 *1	CF 1 *2	SP 1 *3	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6
補強方法	補強無 (既設)	帯鉄筋 増加	鋼板 巻立	炭素繊維 巻立	スパイラル筋巻立					
帯鉄筋 (帯筋比)	φ6 SR235 @94mm (0.12%)	D13 SD295 @75mm (0.68%)			φ6 SR235 @94mm (0.12%)		φ6 スパイラル筋φ31.3mm スパイラル筋比 0.33%			φ6 SR235 @94mm (0.12%)
載荷軸応力度 (kgf/cm ²)	0					圧縮載荷			引張載荷	
						+40			+10 -20	
備 考	地震時の軸力変動: 自重応力度相当+10kgf/cm ² 、圧縮側応力度相当+40kgf/cm ² 、引張側応力度相当-20kgf/cm ²									

*1) PL1: SS400 t=3.2mm 30mm 鉄板注入 *2) CF1: 炭素繊維 t=0.165mm 2巻き

*3) SP1: スパイラル筋 φ62.5mm スパイラル筋比 0.17%

3. 実験概要

対象とする既設柱は「耐震設計指針(案)日本国有鉄道編 昭和54年」以前の基準に基づいて設計された鉄筋コンクリート高架橋の柱をもとに、5/8に縮小したせん断破壊が予想されるものである。

表1に試験体の諸元、図2に試験体形状を示す。補強柱は上記既設柱の試験

体に、高強度スパイラル筋を巻きつけた上にモルタルを吹付けたものであり、スパイラル筋の量・軸応力度(地震時の軸力変動を考慮)をパラメータに6試験体とした。なお、比較対象として帯鉄筋量を増やして曲げ破壊が予測される試験体、鋼板および炭素繊維シートで補強した試験体についても、実験を行った。載荷は、主筋のひずみが降伏ひずみに達した時点と、降伏変位(δ_y)とし、それ以降、降伏変位の偶数倍の変位を変位制御で各3サイクルずつ載荷した。載荷の終了は、水平荷重が荷重-変位曲線の包絡線において最大水平荷重の50%を下回る時点とした。

4. 実験結果

試験結果一覧を表2に、各試験体の荷重-変位包絡線を図3に示す。なお、水平荷重は軸力による

表2 試験結果一覧表

試験体名	N1	N2	PL1	CF1	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
補強方法	補強無	帯鉄筋 増加	鋼板 巻立	炭素繊維 巻立	スパイラル筋巻立					
軸応力度 (kgf/cm ²)	0				圧縮載荷 +40			+10	引張載荷 -20	
降伏荷重 (tf)	29.2	30.7	31.0	29.5	32.6	30.9	42.1	33.5	34.5	25.9
降伏変位 (mm)	9.2	8.9	8.5	9.1	8.2	7.9	9.3	7.8	8.6	7.2
最大荷重 (tf)	36.0	38.0	38.0	38.9	40.0	39.0	49.4	41.7	42.6	34.3
終局変位 (mm)	23	75	90	120	75	90	70	72	78	105

降伏荷重: 主鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平荷重

降伏変位: 降伏荷重時の変位

終局変位: 荷重-変位曲線の包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位

キーワード: 耐震補強、じん性率、高強度スパイラル筋、吹付けモルタル

連絡先: 〒300-2612 茨城県つくば市大砂387 奥村組技術研究所 TEL0298-65-1521 FAX0298-65-1522

P-δ 効果の補正を行っている。
無補強の既設柱の試験体（N1）は、せん断破壊する脆性的な破壊性状を呈し、補強した試験体は、いずれも、曲げ圧縮破壊のじん性に富む破壊性状を示した。

軸力を載荷しない場合、降伏荷重および最大荷重は、いずれの試験体もほぼ同じ値を示した。また、鋼板巻き立て（PL1）とスパイラル筋巻き立て（SP2）の終局変位および荷重－変位曲線は、ほぼ同等であることがわかる。軸力を載荷した場合（試験体 SP2～SP6）、圧縮軸力が大きくなるにしたがって降伏荷重、降伏変位、最大荷重は増加し、終局変位は減少する傾向が認められる。

5. じん性率の検討

図4に軸応力度とじん性率の比（実験値/計算値）の関係を示す。ここに、じん性率の計算値には、既往のRC部材のじん性率算定式「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 平成4年」（以下、RC標準式と称す）を用いた。ただし、試験体の断面寸法は補強前の寸法とし、スパイラル筋の受け持つせん断耐力は、帯鉄筋と同じトラス理論から求まる算定式を用いた。また、スパイラル筋の降伏強度の上限値を $25f_{ck}(\text{kgf/cm}^2)=7500\text{kgf/cm}^2$ (f_{ck} : コンクリートの設計基準強度) とした²⁾。軸力の影響により、実験値と計算値の比は、引張軸力下では大きく、高圧縮軸力下では小さくなっており、じん性の評価には軸力の影響を考慮する必要があると考えられる。

図5に軸力補正後の計算じん性率と実験値の比較を示す。ここに、軸力補正後の計算じん性率には、「コンクリート標準示方書 耐震設計編 平成8年 土木学会」（以下、土木学会式と称す）を用い、軸圧縮応力度が0の場合、RC標準式のじん性率になり、釣合い破壊時の軸応力度が作用する場合、じん性率が1になると仮定し、直線的にじん性率を低減させた（式1参照）。

$$\mu = \mu_0 + (1 - \mu_0) \cdot (\sigma_0 / \sigma_b) \text{ ----- 式1}$$

μ_0 : RC標準式で算定される補強試験体のじん性率 μ : 軸力の影響を考慮したじん性率

σ_0 : 作用軸圧縮応力度 σ_b : 釣合い破壊時の軸圧縮応力度

これにより補正後の計算じん性率は、高圧縮軸力下および引張軸力下の実験値についても比較的精度良く評価していることがわかる。

6. まとめ

本実験により得られた結果を以下に示す。

- ①スパイラル筋巻き立てにより補強した試験体は、スパイラル筋量に依存するが、鋼板巻き立てにより補強した試験体と同等の変形性能および補強効果を有することを確認した。
- ②今回の実験では、スパイラル筋巻き立てにより補強した試験体のじん性率は、RC標準式により比較的精度良く評価することができ、高圧縮および引張軸力下の軸力に対する補正は、土木学会式でおおむね評価することが可能であった。

【謝辞】スパイラル筋巻き立て工法の開発に際し、ご指導頂いた(財)鉄道総合技術研究所の方々に、厚く謝意を表します。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所: 「既設鉄道コンクリート 高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針-スパイラル筋巻き立て工法編」、平成8年12月
- 2) (社)日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計 指針(案)・同解説、1988

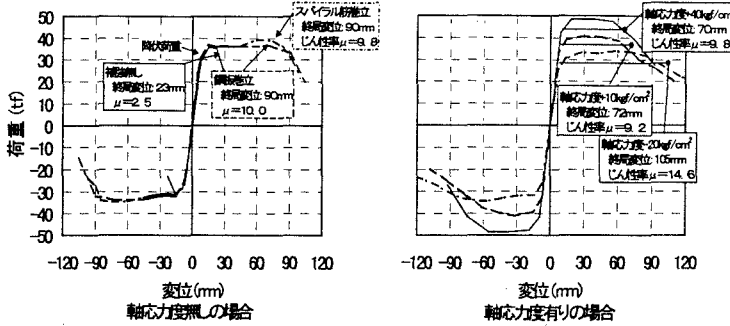


図3 荷重－変位包絡線

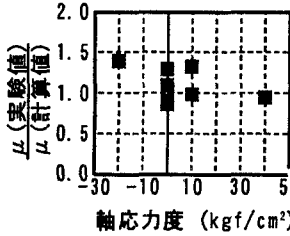


図4 軸心圧縮率とじん性率

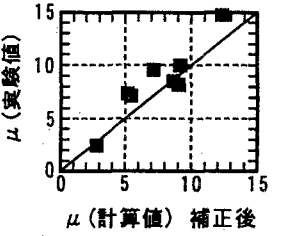


図5 軸力補正後のじん性率